

論文 SD490 のせん断補強筋を用いた RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動

河南 孝典^{*1}・磯 雅人^{*2}・丸田 誠^{*3}・越路 正人^{*4}

要旨：本論文は、SD490 材をせん断補強筋に用いた RC 梁部材の損傷制御時のひび割れによる損傷状況とせん断ひび割れの開閉挙動を明らかにしたものである。試験体の変動要因は、せん断スパン比、コンクリート強度、引張鉄筋比、せん断補強筋比、せん断補強筋のフック形状、破壊モードの 6 要因であり、試験体数はそれらを要因とした計 16 体の RC 梁の試験体である。実験および検討の結果、損傷制御時のひび割れ状況は、せん断補強筋比 p_w の増加とともにひび割れ本数およびその範囲が拡大する傾向が認められた。また、せん断力とせん断ひび割れの開閉モデルを提案し、実験値のひび割れ幅に対して本モデルは安全側に評価する傾向が認められた。

キーワード：RC 梁, SD490, せん断力, せん断ひび割れ幅, 開閉挙動

1. はじめに

2010年2月に改定された鉄筋コンクリート構造計算規
準・解説(以下、RC規準)¹⁾では、短期設計を地震動の強
さに応じて、中地震動と大地震動の2段階に分けられ、そ
れぞれに対して設計目標が明確化された。特に、中地震
動の短期荷重に対しては損傷限界以下とすることをせん
断設計の目標とし、そのための「損傷制御のための短期
許容せん断力式」(以下、損傷制御式)が導入された。
当該評価式は、地震動の作用終了後のせん断ひび割れ幅
が、機能上ならびに耐久性上問題とならない範囲内(一般
に建築物の外面で0.2~0.25mm、内面で0.3~0.4mm程度)
に留まるように導出された評価式である。なお、当該評
価式の適用に際しては、せん断補強筋の短期許容引張応力
度を390N/mm²以下に制限しており、SD490材のせん断補

強筋を使用する場合は制限が加えられる。しかしながら、
SD490材のせん断補強筋を用いたRC梁部材のせん断ひび
割れによる損傷およびその開閉挙動に関する研究は極め
て少ないのが現状である。そこで、本研究では、SD490
材をせん断補強筋に用いたRC梁部材の構造実験により、
損傷制御時のひび割れによる損傷状況を把握すると同時
に、せん断ひび割れの開閉挙動について明らかにするこ
ととした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体および実験結果一覧、表-2、表-3 に
鉄筋、コンクリートの力学的特性、図-1 に配筋図およ
び π ゲージ、ひずみゲージ位置図を示す。試験体の共通要

表-1 試験体および実験結果一覧

No.	試験体名	L(a/D) (mm)	σ_B (N/mm ²)	主筋の仕様	$p_t=at/(b \cdot D)$ (%)	補強筋の仕様	p_w (%)	eQ_{sc} (kN)		eQ_{max} (kN)		破壊 モード			
								+側	-側	+側	-側				
1	B21-21(490)-2.0-S	1600(2.0)	21	4+2-D22 (SD980:熱処理)	1.94	2-D6(SD490)@100	0.21	107	-106	259	-244	ST			
2	B21-60(490)-2.0-S		4-D6(SD490)@70				0.60	119	-119	473	-427	SB			
3	B36-21(490)-2.0-S		2-D6(SD490)@100				0.21	141	-95	310	-282	ST			
4	B36-60(490)-2.0-S		4-D6(SD490)@70				0.60	113	-101	547	-538	SB			
5	B36-60H(490)-2.0-S		4-D6(SD490)@70				0.60	110	-111	529	-500	SB			
6	B36-119(490)-2.0-S		4-D10(SD490)@80				1.19	100	-116	729	-618	SB			
7	B60-60(490)-2.0-S		60			4-D6(SD490)@70				0.60	130	-121	646	-621	SB
8	B60-119(490)-2.0-S					4+2-D25(SD980)				2.53	4-D10(SD490)@80	1.19	116	-126	842
9	B36-60(490)-1.5-S	1200(1.5)	36	4+2-D22(SD980)	1.94	4-D6(SD490)@70	0.60	136	-150	561	-589	SB			
10	B21-21(490)-2.0-F	1600(2.0)	21	4+2-D19(SD390)	1.43	2-D6(SD490)@100	0.21	121	-105	239	-230	SB			
11	B21-60(490)-2.0-F			4+2-D22(SD345)				1.94	4-D6(SD490)@70	0.60	160	-160	363	-351	FB
12	B36-21(490)-2.0-F			4+2-D19(SD490)				1.43	2-D6(SD490)@100	0.21	113	-114	313	-273	ST
13	B36-60(490)-2.0-F		36	4+2-D22(SD390)				1.94	4-D6(SD490)@70	0.60	148	-152	424	-417	FC
14	B36-119(490)-2.0-F			4+2-D25(SD390)				2.53	4-D10(SD490)@80	1.19	196	-181	536	-539	FB
15	B60-60(490)-2.0-F		60	4+2-D25(SD490)	2.53	4-D6(SD490)@70				0.60	213	-187	658	-653	FB
16	B60-119(490)-2.0-F					4-D10(SD490)@80				1.19	249	-235	664	-652	FC

■共通要因■ 梁断面: 梁幅 $b \times$ 梁せい $D=300\text{mm} \times 400\text{mm}$

■試験体名称■

B36-60H(490)-2.0-S

①②③④⑤⑥

①B: RC梁試験体

③せん断補強筋比: $p_w(\%) \times 100$ (無: 溶接閉鎖型 H: 135° フック付き補強筋)

④せん断補強筋の規格降伏点

⑥破壊モード S: せん断破壊先行型試験体 F: 曲げ破壊先行型試験体

②コンクリート圧縮強度: σ_B

⑤せん断スパン比: a/D

■破壊モード■

ST: せん断引張破壊

SB: 付着破壊

FB: 曲げ降伏後の付着破壊

FC: 曲げ降伏後の圧縮破壊

■記号の説明■ L: 内法スパン a: せん断スパン p_t : 引張鉄筋比 eQ_{sc} : せん断ひび割れ耐力実験値 eQ_{max} : せん断終局耐力実験値

*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻 修士課程 (正会員)

*2 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

*3 島根大学大学院 総合理工学研究科建築・生産設計工学領域教授 博士(工学) (正会員)

*4 東京鉄鋼(株) 開発部新事業開発課

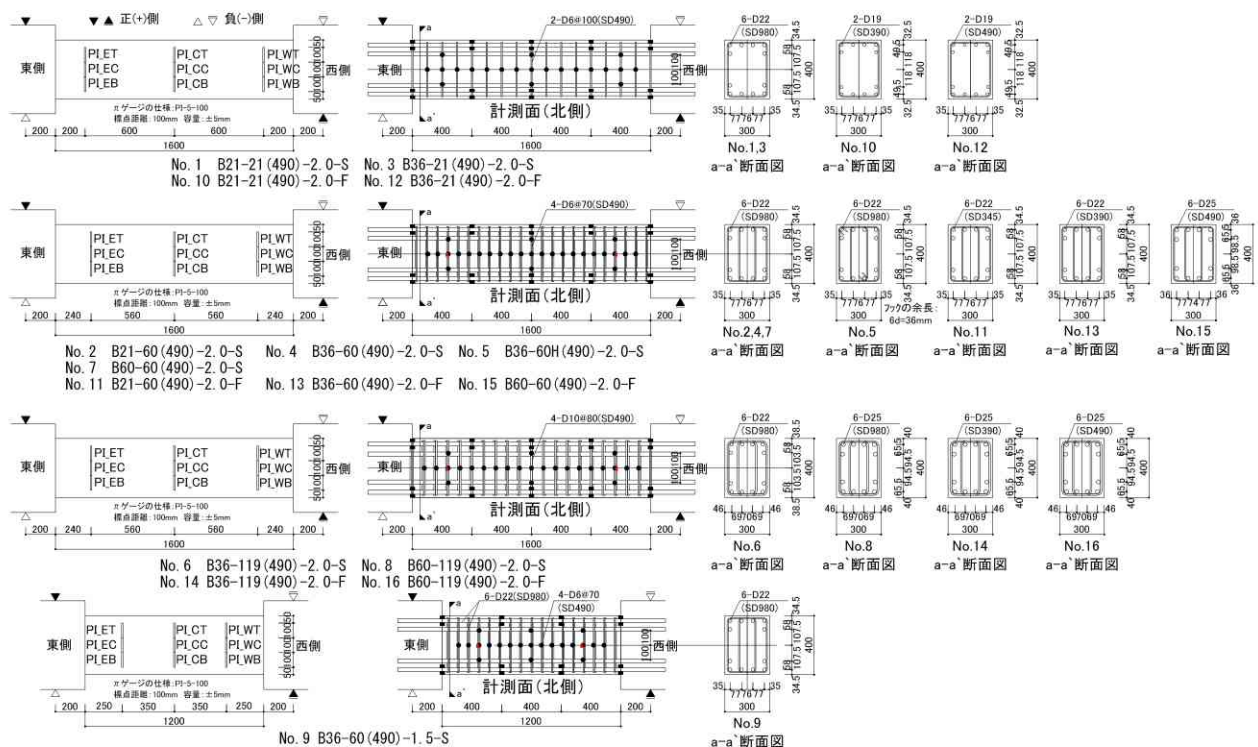


図-1 配筋図およびπゲージ, ひずみゲージ位置図

表-2 鉄筋の力学的特性

使用部位	鉄筋径 (材種)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 ×10 ⁵ (N/mm ²)	伸び (%)
主筋1	D22(SD345)	387	557	2211	1.91	23.3
主筋2	D19(SD390)	435	607	2407	1.97	20.0
主筋3	D22(SD390)	429	603	2468	1.92	21.1
主筋4	D25(SD390)	444	631	2580	1.94	22.4
主筋5	D19(SD490)	533	698	3178	1.92	18.3
主筋6	D25(SD490)	536	715	2963	1.99	22.5
主筋7	D22(SD980)	1044*	1142	7529*	1.97	6.8
主筋8	D25(SD980)	1030*	1129	7524*	1.97	7.7
補強筋1	D6(SD490)	576*	698	3184*	1.93	21.8
補強筋2	D10(SD490)	570	746	3246	1.92	24.5

*0.2% off-set法により算出

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体 No.	材齢 (日)	圧縮 強度 (N/mm ²)	割裂引 張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	圧縮強度時 のひずみ度 (μ)	ポアソン 比
1	59	25.5	2.15	2.01	2950	0.168
2	69	26.3	2.24	2.00	3040	0.162
3	37	35.2	2.94	2.55	2550	0.185
4	35	35.5	2.83	2.38	2700	0.180
5	51	35.8	2.91	2.52	2700	0.148
6	63	37.3	3.06	2.40	2960	0.183
7	82	48.7	3.38	2.70	2760	0.168
8	90	50.2	3.00	2.89	2730	0.178
9	28	36.7	2.83	2.47	2820	0.182
10	44	18.0	1.80	1.91	1700	0.197
11	60	18.7	1.75	1.88	1980	0.193
12	43	31.5	2.51	2.55	2080	0.183
13	56	38.0	2.62	2.42	2590	0.121
14	64	33.9	2.77	2.55	2260	0.183
15	70	65.0	2.93	2.92	3000	0.200
16	74	62.3	3.02	3.07	2760	0.198

養生:封緘養生
粗骨材:1305

コンクリートの種類:

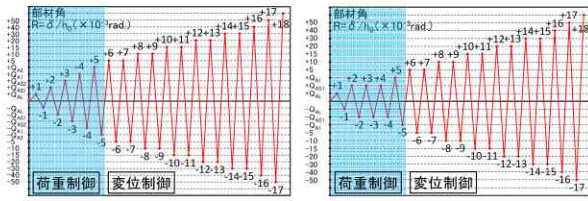
- ・普通18-18-13-N(No.1,2,10,11)
- ・普通33-18-13-N(3,4,5,6,9,12,13,14)
- ・普通60-60-13-N(7,8,15,16)

因は, 断面 $b \times D = 300 \times 400\text{mm}$, セン断補強筋の材種はSD490材を使用した。変動要因は, ①セン断スパン比, ②コンクリート強度, ③引張鉄筋比, ④セン断補強筋比, ⑤セン断補強筋のフック形状, ⑥破壊モードの6要因を設定した。セン断スパン比は $a/D = 1.5, 2.0$ の2水準を, コンクリートの圧縮強度は $\sigma_B = 21, 36, 60\text{N/mm}^2$ の3水

準を, 引張鉄筋比は $p_r = 1.43, 1.94, 2.53\%$ の3水準を, セン断補強筋比は $p_w = 0.21, 0.60, 1.19\%$ の3水準を, 補強筋のフックの形状は溶接閉鎖型, 135° フック型の2水準を, 破壊モードはセン断破壊先行型, 曲げ破壊先行型の2水準を設定した。以上, 試験体総数はそれらを要因とした計16体である。測定は, 荷重, 相対変位, 試験区間の曲げ変形およびセン断変形, 材端部主筋の抜け出し変形, 主筋およびセン断補強筋のひずみ度, セン断ひび割れ幅について計測を行った。なお, セン断ひび割れ幅はクラックスケールにより測定を行い, ひび割れ方向に対して直交する方向の幅を測定した。測定は各サイクルのピーク時, $Q = 0\text{kN}$ の除荷時に実施し, ± 7 サイクルの $R = 1/200\text{rad}$ まで測定を行った。また, セン断ひび割れの連続的な開閉挙動を明らかにするために試験区間の左右材端部 ($200 \sim 250\text{mm}$ の範囲) および中央部のそれぞれに対して上部, 中央, 下部の計9箇所について標点距離 100mm , 容量 $\pm 5\text{mm}$ の π ゲージを設置して測定を行った。なお, π ゲージの取付け位置は, ひび割れを記載する面 (南面) の反対の面 (北面) に設置した。また, π ゲージはセン断補強筋の直上に配置し, その補強筋にはひずみゲージを貼付してセン断ひび割れ幅とひずみ度との関係を明らかにすることとした。

2.2 加力方法

図-2 に加力履歴図を示す。加力はモーメント分布が逆対象分布となるように大野式加力とし, 正負交番漸増繰り返し载荷とした。加力履歴は前半の ± 5 サイクルまでは荷重制御とし, その後は変位制御で行った。荷重制



(a) No. 1~8, No. 10~16 (b) No. 9

図-2 加力履歴図



写真-1 損傷制御のための短期許容せん断力 (-2cycle, -Q_{AS1}) 時の損傷状況

御では、No.9 以外の試験体は長期許容せん断力式による計算値 Q_{AL} (式(1)) を 1 回、損傷制御のための短期許容せん断力式 (以下、損傷制御式) による計算値 Q_{AS1} (式(2)) および Q_{AS2} (式(3)) をそれぞれ 1 回、安全性確保のための短期許容せん断力式 (以下、安全性式) による計算値 Q_{A1} (式(4)) および Q_{A2} (式(5)) をそれぞれ 1 回の計 ±5 サイクルを行った。一方、No.9 は Q_{AL} を 1 回、 Q_{AS1} を 3 回、 Q_{A1} を 1 回の計 ±5 サイクルとし、加力履歴が他の試験体と異なるので注意して頂きたい。式(1)の長期許容せん断力式は RC 規準¹⁾と同様の式であり、その規準に準じて計算を行った。式(3)、式(5)は RC 規準式¹⁾の第

2 項の部分を $p_w-0.001$ に修正したものである。第 2 項を $p_w-0.001$ とした評価は評定を取得した高強度鉄筋の短期許容せん断力式に見られる。そのような評価式も今後、使用される可能性も示唆されるので、あわせてその時の損傷状況も検討することとした。なお計算に際して、RC 規準¹⁾による損傷制御式による計算では、せん断補強筋の短期許容引張応力度で 390N/mm^2 を超える場合は、 390N/mm^2 として許容せん断力の計算を行っている。ただし、ここではその制限を外して式(2)の Q_{AS1} および式(3)の Q_{AS2} の計算にあたっては、 490N/mm^2 を使用して計算を行った。また、計算にあたりコンクリートの許容せん断応力度は、表-3 中の圧縮強度を用いて計算を行った。

$$Q_{AL}=b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \} \quad (1)$$

ここに、

w_f : せん断補強筋の長期許容引張応力度(=195N/mm²)

その他の記号は、文献 1)を参照のこと。

$$Q_{AS1}=b \cdot j \{ 2/3 \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \} \quad (2)$$

$$Q_{AS2}=b \cdot j \{ 2/3 \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.001) \} \quad (3)$$

$$Q_{A1}=b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.002) \} \quad (4)$$

$$Q_{A2}=b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f (p_w - 0.001) \} \quad (5)$$

ここに、

w_f : せん断補強筋の短期許容引張応力度(=490N/mm²)

その他の記号は、文献 1)を参照のこと。

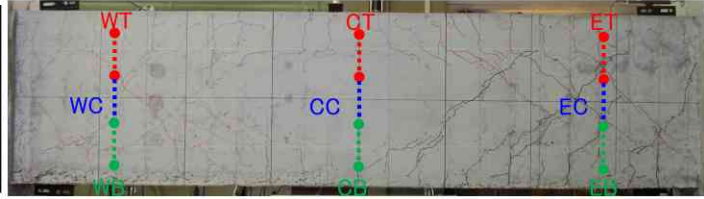
一方、変位制御では部材角で制御を行い、 $R=1/200(\text{rad.})$, $1/100(\text{rad.})$, $1/67(\text{rad.})$, $1/50(\text{rad.})$, $1/33(\text{rad.})$ を各 2 サイクルづつ、 $R=1/25(\text{rad.})$, $1/20(\text{rad.})$ を各 1 サイクル行い、その後は押切ることとした。

3. 実験結果

3.1 損傷制御時の損傷状況

写真-1 に損傷制御のための短期許容せん断力(-2cycle, - Q_{AS1})時の損傷状況を示す。 p_w の影響では、 $p_w=0.2\%$ の試験体は曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが 1 本発生する程度であり損傷は軽微であった。 $p_w=0.6\%$ の試験体はせん断ひび割れが 2~3 本発生する程度であったが、 $p_w=1.19\%$ の試験体はそれに比べて、ひび割れの本数がさらに増加する傾向にあった。これは p_w に比例して損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS1} (式(2))が増加したためである。言い換えれば、与えるせん断力が増加したためにひび割れの本数が増加し、ひび割れの領域が広がったと考えられる。次に、No.1,3, No.2,4,5,7, No.6,8, No.10,12, No.11,13,15, No.14,16 によるコンクリート強度の影響では、 21N/mm^2 と 36N/mm^2 の試験体の比較では、ほぼ同様なひび割れ性状であるが、 60N/mm^2 の試験体では 21N/mm^2 と 36N/mm^2 の試験体に比べて、ややひび割れ本数が減少する傾向が認められた。No.1,10,

■ πゲージの仕様 ■
 仕様：P1-5-100
 標点距離：100mm
 容量：±5mm
 * 注意：πゲージは、
 右写真のひび割れ
 面の反対面に設
 置されている。



No. 4 B36-60(490)-2.0-S の-QA2(-5cycle)時の損傷状況

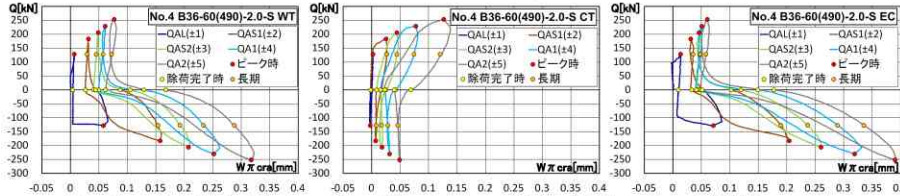


図-3 セン断力(Q)とπゲージによるひび割れ幅(W_{πcra})との関係の一例

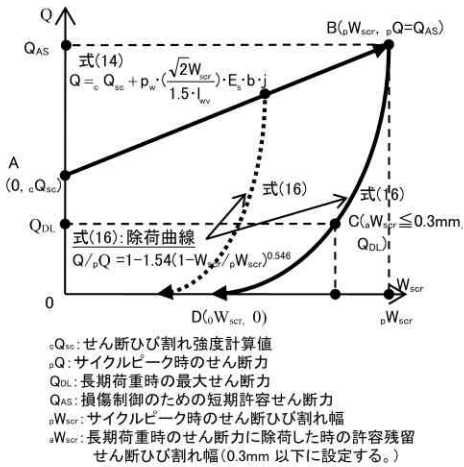
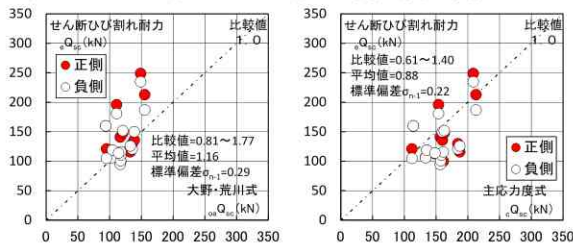


図-4 セン断力—せん断ひび割れ開口変位モデル



(a) 大野・荒川式

(b) 主応力度式

図-5 セン断ひび割れ耐力の実験値と計算値との比較

No.3,12, No.6,14, No.7,15 による主筋比の影響では、ほぼ同様なひび割れ性状を示しており顕著な差異は認められない。No.4 の a/D=2.0 と No.9 の a/D=1.5 のせん断スパン比の影響では、ほぼ同様なひび割れ性状であり、顕著な損傷の差異は認められない。同様に、No.4 の溶接閉鎖型と No.5 の 135° フック型の補強筋形状による損傷の差異も認められない状況であった。

3. セン断ひび割れの開閉挙動の評価と検証

3.1 セン断ひび割れの開閉挙動

図-3 に No.4 のせん断力(Q)と πゲージによるひび割れ幅(W_{πcra})との関係の一例を示す。開口変位は、せん断ひび割れ発生前はほぼ 0 の値を推移するが、せん断ひび割れが発生して、そのひび割れが πゲージを跨ると変位

が生じ始める。また、その開口変位はせん断力の増加とともに比例的に上昇する傾向が認められる。一方、除荷部分ではせん断力が低下するとともに開口変位も徐々に閉じるが、耐力が低い部分では開口変位が急激に戻る性状を示す。また、除荷部分では、せん断力が上昇する領域の線形的な性状と異なり、やや二次曲線的な性状を示す。また、ここに示していないその他の試験体についても同様な性状を示している。

図-4 にせん断力(Q)とせん断ひび割れ開口変位(W_{scr})関係のモデル図を示す。図-3 の結果に基づき、せん断ひび割れの開閉挙動は、おおむね図-4 のようにモデル化できると推察される。本モデルの A 点はせん断ひび割れの発生点を意味し、その後は、せん断力の増加とともに開口変位を比例的に増加させる。B 点は各サイクルのピーク点を意味する。ピーク点から除荷するとその開口変位は、せん断力の低下とともに徐々に閉じる傾向を示し、特にせん断力が低い領域では急激に閉じる性状となるようにモデル化する。せん断力が 0kN の D 点に除荷されると、その開口変位は完全には閉じずにひび割れ幅が残留するものとする。以下、せん断ひび割れ耐力の A 点、加力域の A-B 間および除荷域 B-D 間のせん断ひび割れ開閉挙動について検討する。以上が定量的に評価できれば、長期荷重時の設計用せん断力 Q_{DL} と許容残留せん断ひび割れ幅 aW_{scr} が決まれば、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} を算出することが可能となる。

図-4 にせん断力(Q)とせん断ひび割れ開口変位(W_{scr})関係のモデル図を示す。図-3 の結果に基づき、せん断ひび割れの開閉挙動は、おおむね図-4 のようにモデル化できると推察される。本モデルの A 点はせん断ひび割れの発生点を意味し、その後は、せん断力の増加とともに開口変位を比例的に増加させる。B 点は各サイクルのピーク点を意味する。ピーク点から除荷するとその開口変位は、せん断力の低下とともに徐々に閉じる傾向を示し、特にせん断力が低い領域では急激に閉じる性状となるようにモデル化する。せん断力が 0kN の D 点に除荷されると、その開口変位は完全には閉じずにひび割れ幅が残留するものとする。以下、せん断ひび割れ耐力の A 点、加力域の A-B 間および除荷域 B-D 間のせん断ひび割れ開閉挙動について検討する。以上が定量的に評価できれば、長期荷重時の設計用せん断力 Q_{DL} と許容残留せん断ひび割れ幅 aW_{scr} が決まれば、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} を算出することが可能となる。

3.2 セン断ひび割れ強度

図-5 にせん断ひび割れ耐力の実験値(eQ_{sc})と既往の計算式による計算値との比較を示す。(a)は下式(6)による大野・荒川式による計算値(0.81~1.77)との比較を、(b)は下式(7)による主応力度式による計算値(0.61~1.40)との比較を示す。

$$0.81 Q_c = k_c (500 + \sigma_b) \frac{0.085}{M/(Q \cdot d) + 1.7} b \cdot j \quad (6)$$

$$V_c = \phi (\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0}) b \cdot D / \kappa \quad (7)$$

記号の詳細は、文献 1), 2)を参照のこと。

大野・荒川式との比較では、比較値 (=実験値/計算値) 0.81~1.77, 平均値 1.16, 標準偏差 0.29 であり、やや耐力を過少に評価し、主応力度式に比較してばらつきが大きい。一方、主応力度式との比較では比較値 0.61~1.40, 平均値 0.88, 標準偏差 0.22 であり、やや耐力を過大に評価し、大野・荒川式に比較してばらつきが少ない傾向が

認められた。

3.3 加力域のせん断ひび割れ開閉モデルの提案

図-6 に $R=1/200\text{rad.}$ までの正側または負側のせん断力 (Q)とせん断補強筋の負担力との関係を示す。横軸のせん断補強筋の負担力は、式(8)によりせん断ひび割れを跨るせん断補強筋の平均引張応力度(σ_{w_avg})を算出した後、そこに $p_w \cdot b \cdot j$ を乗じて算出したものである。

$$\sigma_{w_avg} = \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i \times E_s)}{n} \quad (8)$$

ただし、 $\varepsilon_i \times E_s \leq \sigma_{wy}$ とする。

ここに、

ε_i :せん断ひび割れを跨る各せん断補強筋のひずみ度

E_s :せん断補強筋のヤング係数(表-3 参照)

n :せん断ひび割れを跨るせん断補強筋の数

σ_{wy} :せん断補強筋の降伏点

同図より、せん断力とせん断補強筋の負担力との関係は、せん断ひび割れが生じるとせん断補強筋がせん断力を負担し始め、その後は、せん断力の上昇とともにその負担力も比例的に上昇する傾向が認められた。また、その上昇勾配(傾き)を線形回帰により解析した結果、その傾きは $0.8 \sim 1.6$ の範囲となり、平均で 1.0 程度であった。以上のことから、せん断力(Q)とせん断補強筋の負担力($p_w \cdot \sigma_{w_avg} \cdot b \cdot j$)との関係を式(9)により評価することとした。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot \sigma_{w_avg} \cdot b \cdot j \quad (9)$$

ここに、

$c Q_{sc}$:せん断ひび割れ強度(式(6)) p_w :あばら筋比

b :梁幅 j :応力中心距離($=7/8d$) d :有効せい

σ_{w_avg} :せん断ひび割れが生じた部分のせん断補強筋の平均引張応力度

また、式(9)の第2項の σ_{w_avg} は、降伏に至っておらず弾性範囲内であれば、フックの法則より式(10)のように置き換えられる。なお、本実験では $R=1/200\text{rad.}$ の範囲内では、せん断補強筋は降伏に至っていない。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot (\varepsilon_{w_avg} \cdot E_s) \cdot b \cdot j \quad (10)$$

ここに、

ε_{w_avg} :せん断ひび割れが生じた部分のせん断補強筋の平均ひずみ度

ここで、図-7 に示すように、せん断ひび割れが n 本発生(図-7 では $n=2$ 本と仮定した図)したとする。また、そこに跨るせん断補強筋のひずみ度は全長にわたり ε_{w_avg} となると仮定し、さらに、コンクリートの伸縮は無く、せん断補強筋の伸び量が鉛直方向のせん断ひび割れ幅となると仮定すると式(10)の中の ε_{w_avg} は、式(11)のように置き換えることができる。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{\text{avg } W_{cr_y}}{l_{wy}} \cdot n \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (11)$$

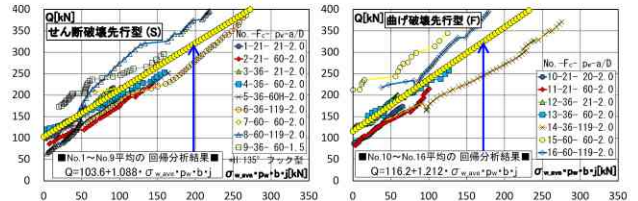


図-6 セン断力 (Q) とせん断補強筋の負担力との関係

ここに、

$\text{avg } W_{cr_y}$:鉛直方向

の平均せん断ひ

び割れ幅

l_{wy} :せん断補強筋

の鉛直方向の長

さ(図-7 参照)

n :せん断補強筋を跨るせん断ひび割れの本数

また、せん断ひび割れ幅は、ひび割れ方向に対して垂直方向で測定されることを考慮すると、さらに式(11)は式(12)のように誘導できる。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{\text{avg } W_{cr_y}}{l_{wy} \cdot \cos \theta} \cdot n \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (12)$$

ここに、

$\text{avg } W_{cr_y}$:せん断ひび割れ方向に対して直交する方向の平均せん断ひび割れ幅(図-7 参照)

θ :材軸に対するせん断ひび割れ方向の角度(図-7 参照)

損傷制御の対象とするせん断ひび割れ幅は、平均ひび割れ幅ではなく、最大ひび割れ幅を対象としている。例えば、文献3)では、最大ひび割れ幅 W_{scr} は平均ひび割れ幅 $\text{avg } W_{cr_y}$ の 1.5 倍と定めている。以上のことをせん断ひび割れ幅にも適用できるものと考え、式(12)は式(13)のように置き換えることができる。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{W_{scr} \cdot n}{1.5 \cdot l_{wy} \cdot \cos \theta} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (13)$$

ここに、

W_{scr} :せん断ひび割れ方向に対して直交する方向の最大せん断ひび割れ幅

なお、本検討では安全側に配慮し、ひび割れ本数 $n=1$ 、せん断ひび割れの角度 $\theta=45^\circ$ と仮定すると、せん断力とせん断ひび割れ幅との関係は最終的に式(14)となる。

$$Q = c Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{\sqrt{2} W_{scr}}{1.5 \cdot l_{wy}} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (14)$$

3.4 除荷域のせん断ひび割れ開閉モデルの提案

図-8 に除荷領域のサイクルピーク時の耐力 pQ および π ゲージで測定されたせん断ひび割れ幅 $W_{\pi cr_cp}$ で基準化したせん断力とせん断ひび割れ幅との関係を示す。これより、サイクルの違いによらず同様な性状を示すとともに、試験体の要因による大きな違いも認められない。また、 $Q=0\text{kN}$ に除荷した時のせん断ひび割れ幅は、ピーク時のひび割れ幅に対して約 $0.5 \sim 0.6$ 倍程度であることが

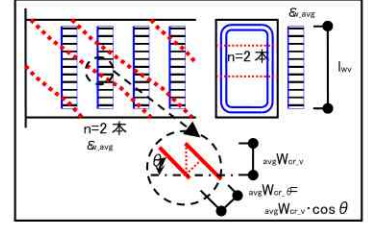


図-7 セン断ひび割れ開閉モデル

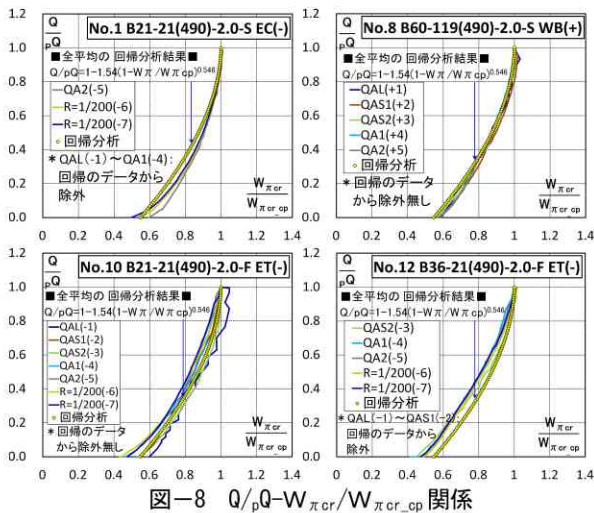


図-8 $Q/pQ-W_{\pi cr}/W_{\pi cr_cp}$ 関係

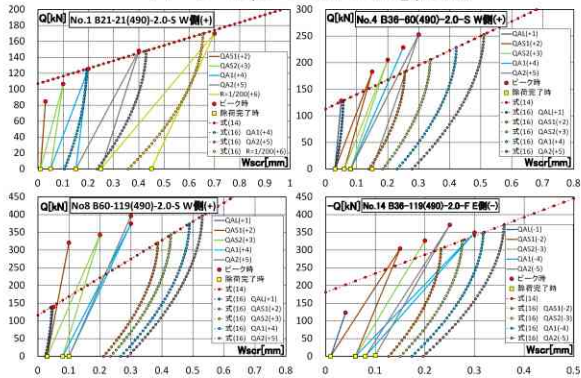


図-9 せん断力(Q)と最大せん断ひび割れ幅関係の
実験値と式(14)、(16)による提案式との比較

認められる。以上の曲線を回帰分析した結果、式(15)を得た。

$$Q/pQ=1-1.54(1-W_{\pi cr}/W_{\pi cr_cp})^{0.546} \quad (15)$$

ここに、

Q : せん断力 pQ : 各サイクルピーク時のせん断力

$W_{\pi cr}$: π ゲージにより測定されたせん断ひび割れ幅

$W_{\pi cr_cp}$: π ゲージにより測定された各サイクルピーク時のひび割れ幅

ただし、 π ゲージによるせん断ひび割れ幅の測定値 ($W_{\pi cr}$, $W_{\pi cr_cp}$) は、材軸の直交方向の開口変位を測定している。そのため、図-7 に示すようにひび割れ方向 θ に対して直交する方向の開口変位に修正する必要がある。また、本測定値は、最大ひび割れ幅を測定できているとも限らないので、その補正も必要と思われる。しかし、式(15)第2項の $W_{\pi cr}/W_{\pi cr_cp}$ は、分母、分子に同一の修正が必要であることから、それらの影響は相殺される。以上より、最大ひび割れ幅も式(15)と同様の式となることから、 $W_{\pi cr}$ と $W_{\pi cr_cp}$ の記号のみを変えて、除荷領域のせん断力 Q と最大せん断ひび割れの開口変位との関係を式(16)により評価する。

$$Q/pQ=1-1.54(1-W_{scr}/pW_{scr})^{0.546} \quad (16)$$

ここに、

W_{scr} : 最大せん断ひび割れが計測される位置でのせん断ひ

び割れ幅 (せん断ひび割れ方向に対して直交する方向のひび割れ幅)

pW_{scr} : 各サイクルピーク時の最大せん断ひび割れ幅 (せん断ひび割れ方向に対して直交する方向のひび割れ幅)

3.5 せん断ひび割れ開閉モデルの検証

図-9にせん断力(Q)とクラックスケールにより測定された最大せん断ひび割れ幅関係と式(14)、式(16)によるせん断ひび割れ開閉モデルとの比較を示す。おおむね実験値の挙動を推定できているが、提案式によるせん断ひび割れの開口幅は実験値に対してやや過大に評価する傾向が認められ、本モデルは安全側に評価する傾向が認められる。モデルによる開口幅が実験値に対して過大に評価する大きな要因は以下の3点が考えられる。

- ①補強筋のひずみ度分布を等分布に仮定し、ひび割れ幅を算出するための区間を、補強筋梁せい方向の芯々寸法として計算していること。
- ②コンクリートの変位を無視していること。
- ③せん断補強筋に跨るせん断ひび割れの本数を1と仮定していること。

上記課題は今後さらに検討を進め、理論的背景に基づいた手法により実現現象を定量化し、本評価式に導入して行く予定である。また、さらなる課題として、冒頭で述べた RC 規準に示されているせん断ひび割れ幅の耐久性上問題とならない範囲内(一般に建築物の外周で 0.2~0.25mm, 内周で 0.3~0.4mm 程度)は実構造物を対象とした数値である。本研究は断面 300×400mm の実大の約 1/2 スケールの梁試験体を用いた実験結果および検討結果を単純に示しており、ひび割れ幅の寸法効果の影響については言及していない。今後、ひび割れ幅と縮尺との関係についてもあわせて検討して行く予定である。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・損傷制御時のひび割れ状況は、 p_w の増加とともにひび割れ本数およびひび割れの範囲が拡大する傾向が認められた。
- ・提案したせん断ひび割れの開閉モデルは、おおむね実験値の傾向をとらえることができた。しかしながら、本モデルによる計算値は実験値のひび割れ幅に対して、やや過大であり、安全側に評価する傾向が認められた。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 2010 年版 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.158, 2010.2
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.140, 1999.8
- 3) 森田司郎: ひび割れ幅制限で決まる鉄筋の長期許容応力度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-688, 1968.10

謝辞 本研究は、東京理科大学名誉教授 松崎育弘先生ならびに故 筑波大学名誉教授 園部泰寿先生のご指導を頂いた。ここに感謝の意を表す。